

Belastungsprobe bis zum Bruch der Erlenbachbrücke der Schwarzenwaldbahn

Autor(en): **Schüle, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **35/36 (1900)**

Heft 2

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-21927>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

In Zusammenfassung des oben Gesagten ergibt sich folgendes Betriebssystem für die B.-T.B.:

Von der Kraftstation aus wird Dreiphasenstrom von 16 000 V. Spannung mittels einer separaten, aus drei Drähten bestehenden Leitung der Bahn entlang geleitet. In einer Anzahl stationärer Transformatoren, welche längs der Bahn verteilt sind (siehe Fig. 3. Nr. 1), wird dieser Strom in Dreiphasenstrom von 750 V. Spannung transformiert und der Kontaktleitung zugeführt, welche aus zwei oberirdischen Drähten besteht, während die Schienen als dritter Leiter verwendet werden. Von der Kontaktleitung und den Schienen aus erhalten die Motoren den Strom durch Vermittlung besonderer Stromabnehmer und der Räder. (Forts. folgt.)

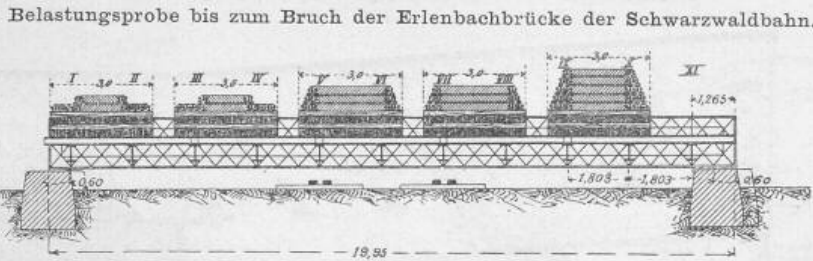


Fig. 1. Anordnung der Belastung. Längsschnitt. 1:200.

Belastungsprobe bis zum Bruch der Erlenbachbrücke der Schwarzwaldbahn.

Die ausrangierte Erlenbachbrücke bei Biberach-Zell wurde im Herbst 1897 einer Belastung bis Eintreten des Bruches unterworfen.¹⁾ Der offizielle Bericht, verfasst vom grossh. Regierungsbaumeister Otto Hauger, ist Ende 1898 bekannt geworden und die wesentlichen Resultate dieses Experimentes sind geeignet, die technischen Kreise zu interessieren.

Das Versuchsobjekt (Fig. 1—3) war von 1866 bis 1896 also 30 Jahre im Betrieb, seine Hauptmasse waren folgende:

Gesamt Trägerlänge	19,95 m
Länge zwischen den Auflagerplatten	18,80 "
Trägerhöhe (inklusive Lamellen)	1,500 "
Abstand der Hauptträger	3,000 "
Abstand der Querträger	1,803 "

Das Geleis ruhte auf durchlaufenden Längsträgern mittelst Querschwellen; die Querträger waren vollwandig,

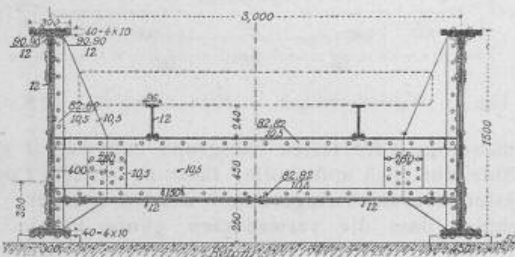


Fig. 3. Querschnitt. 1:50.

von 0,45 m Höhe, an den Hauptträgern mittelst Pfosten auf ganzer Trägerhöhe angeschlossen. Ein Windverband aus Flacheisen (105. 12) bildete in der Ebene der Querträgeruntergurten ein Kreuz in je zwei Feldern.

Die Hauptträger mit parallelen Gurtungen waren als vierfache Gitterträger ausgebildet. Der konstante Querschnitt der Gurtungen bestand aus zwei miteinander vernieteten Stehblechen 350. 6 mm, zwei Winkeleisen 90. 90. 12 und vier Lamellen 300. 10 mm. Die Stösse der einzelnen Teile waren gegeneinander versetzt, im übrigen aber nicht gedeckt. Die Gitterstäbe von konstantem Querschnitt: Flacheisen 105. 12, hatten die Eigentümlichkeit am Stehblechrand

¹⁾ S. Schweiz. Bauztg. Bd. XXX S. 139.

um 6 mm gegen die vertikale Trägerachse abgekröpft zu sein, so dass sich kreuzende Gitterstäbe direkt berührten. Die Achsen der Gitterstäbe schnitten sich 10 cm ausserhalb der Schwerpunktachse der Gurtungen. Der Anschluss jeder Strebe war durch vier 15 mm starke Niete gebildet.

Wegen der schiefen Lage der Brücke wurden die Endpfosten in 0,665 bzw. 1,265 m Abstand vom Endquerträger beendet.

Die Ausführung der Brücke war ziemlich gut; die Hauptträger hatten in unbelastetem

Zustande Durchbiegungen von links 12, rechts 11 mm.

Für die von der Generaldirektion der badischen Staatsbahnen angeordnete Belastung bis zum Bruch, wurde die ausrangierte Eisenkonstruktion auf Betonwiderlager in 35 m Entfernung von ihrer ursprünglichen Lage gebracht und in gleicher Weise aufgelagert. Die Belastung der Hauptträger wurde durch Vermittlung der Querträger bewirkt in der Weise, dass die Last in getrennten Schwellen und Schienensätzen je auf zwei benachbarten Querträgern ruhte. Die Schwellen reichten bis über die oberen Gurtungen; die weitere Belastung bestand aus quergelegten 7,50 m langen Schienen (Fig. 1 u. 2). Beiderseits der Brücke war in

1 m Abstand ein Gerüst zur Aufnahme der Belastung beim Bruch und zum Schutz des Personals bei der Aufbringung der Last angeordnet.

Eine sorgfältige Aufnahme der vorhandenen Mängel an der Eisenkonstruktion ging der Belastung voran. Am 19. Oktober wurde mit dem Aufbringen der Lasten begonnen; am 20. Oktober wurde fortgefahren, am 21. Oktober wurde die Belastung bis zum Bruch der Brücke fortgesetzt. Nachfolgende Tabelle giebt die Belastungen und Durchbiegungen an.

Am 19. Oktober wurde mit dem Aufbringen der Lasten begonnen; am 20. Oktober wurde fortgefahren, am 21. Oktober wurde die Belastung bis zum Bruch der Brücke fortgesetzt. Nachfolgende Tabelle giebt die Belastungen und Durchbiegungen an.

Belastungsfall	Zeit	Belastung auf Querträger					Einsenkungen in Trägermitte						
		I-II		III-IV		V-VI		VII-VIII		IX-X			
		links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts				
		t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t
1	19. Okt. 5 Uhr abends	21,2	21,2	21,2	21,2	21,2	15	15	15,2	15,2			
2	20. „ 5 ^h 30 abends	21,2	21,2	27,7	27,7	27,7	19	19	18,4	18,5			
3	20. „ 6 ^h abends	21,2	21,2	29,9	27,7	29,9	21	21	19,0	19,2			
4	21. „ 9 ^h 30 morgens	21,2	21,2	40	40	40	27,4	27,2	25,1	24,9			
5	21. „ 11 ^h 40 morgens	21,2	21,2	45,7	45,7	45,7	33	32	28,4	27,9			
6	21. „ 1 ^h nachm.	21,2	21,2	45,7	45,7	61,2	47	40	30,3	29,6			
	21. „ 1 ^h 25 nachm.	Bruch.											

Die in der Tabelle angegebenen berechneten Durchbiegungen entsprechen einer Stützweite von 18,80 m (innere Entfernung der Auflagerplatten) und einem Elastizitätsmodul $E = 2000 t/cm^2$.

Kleine Verbiegungen der Streben senkrecht zur Trägerebene gegen das meistbelastete Ende wurden bereits nach dem dritten Belastungsfall beobachtet; dieselben wuchsen mit der Belastung; auch wurde eine Ausbauchung des Stehbleches der beiden Gurtungen zwischen Pfosten X und XI wahrgenommen, zuerst am linken Träger.

Der Bruch trat während einer Pause ein, in Folge der Abscheerung der Niete der am meisten beanspruchten Zugstreben (anstossend an den ausgeknickten Druckstreben). Diese Druckstreben wirkten wie gespannte Federn und schleuderten die abgescheerten Niete mit Hilfe der Zugstreben seitlich mehrere Meter weit.

Die seitliche Verschiebung der Träger war nicht wichtig; die oberen Gurtungen haben sich vor dem Bruch um 4 mm einander genähert. In Bezug auf die eingetretenen Risse und Verkrümmungen verweisen wir auf nebenstehende Figuren 4 u. 5.

Ein Vergleich der Beanspruchung der einzelnen Brückenteile a. unter den badischen Belastungsannahmen für Hauptbrücken und b. bei Eintreten des Bruches ergibt die folgenden Werte:

	a	b
	links	rechts
Gurtungen t/cm^2 Nettoquerschnitt	0,830	1,53
Streben (bei gleichmässiger Verteilung unter den vier Streben)	t/cm^2 1,130	1,94
Anschlussnieten der Streben	1,730	2,96

In Wirklichkeit war jedoch die Verteilung der Scheerkräfte unter den vier Strebensystemen keine gleiche; auch ist es möglich, dass die ersten Deformationen am linken Träger von einer ungleichen Verteilung der Lasten zwischen den Hauptträgern herrühren. Zu bemerken ist, dass beim Bruche keine Streckung der Kröpfungsstelle der Streben vorkam. Die Übertragung der Scheerkräfte in den einzelnen Konstruktionsgliedern (Streben, Ständer und Gurtungen) beim Bruch entzieht sich einer einwandfreien Berechnung.

Die Sicherheit der Brücke, welche sich durch einen Vergleich der grössten Scheerkräfte durch die Verkehrslast und durch die Bruchbelastung (einschl. Eigengewicht) ergibt, beträgt:

gegen Ausknicken der Gitterstäbe	1 : 1,4
gegen Bruch	1 : 1,75

bei ruhender Belastung, infolge der sehr schwachen Nietanschlüsse der Streben.

Die nach dem Bruche durchgeführten Materialproben ergaben folgende Mittelwerte:

	Streckgrenze	Bruchspannung	Dehnung %
Streben	1,92 — 2,35 t/cm^2	3,48 — 3,61 t/cm^2	10,8 bis 11,1
Obergurt:			
Lamellen	2,72	3,5	15,9
Stehblech	3,06	3,79	11,5
Winkleisen	2,78	3,64	15,5
Untergurt:			
Lamellen	3,03	4,0	18,7
Stehblech	3,19	3,88	8,4
Winkleisen	2,82	3,64	12,0

Die Gesamtkosten der Bruchprobe beliefen sich auf rund 2800 M.

Diese Probe hat also die geringe Sicherheit der Brücke bestätigt und die Ersetzung derselben gerechtfertigt. Herr Hauger kommt zu dem Schluss, dass für die Gitterstäbe als Knicklänge nur die Maschenlänge massgebend war. Auffallend war bei dieser Probe, dass der Bruch eine halbe Stunde nach Aufbringen der Bruchlast erfolgte; bei den Proben in Wolhusen, Mumpf und Neisse erfolgte der Bruch infolge

Ausknicken plötzlich; der Unterschied ist auf die Wirkung der Abscherung der Strebenanschlussnieten zurückzuführen.

Auch hier darf hervorgehoben werden, dass durch eine solche Belastung bis zum Bruch die üblichen Berechnungsmethoden bestätigt worden sind, ein Ergebnis, welches das Vertrauen in die jetzige Behandlung der eisernen Brücken zu befestigen geeignet ist.

F. Schüle, Ing.

Belastungsprobe bis zum Bruch der Erlenbachbrücke der Schwarzwaldbahn. Aeusserer Ansicht der Trägerenden gegen Hausach nach dem Bruch.

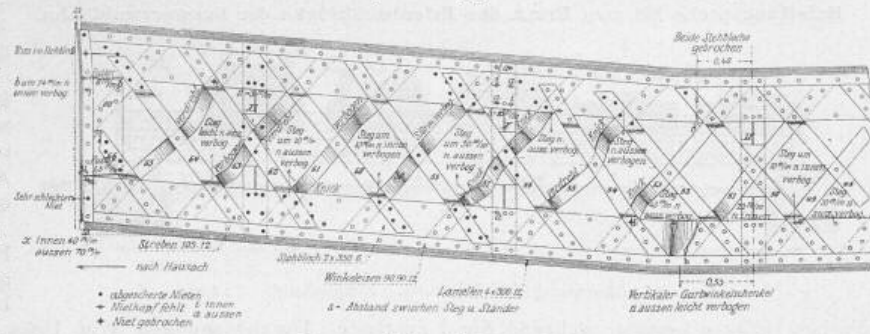


Fig. 4. Linker Träger. 1 : 50.

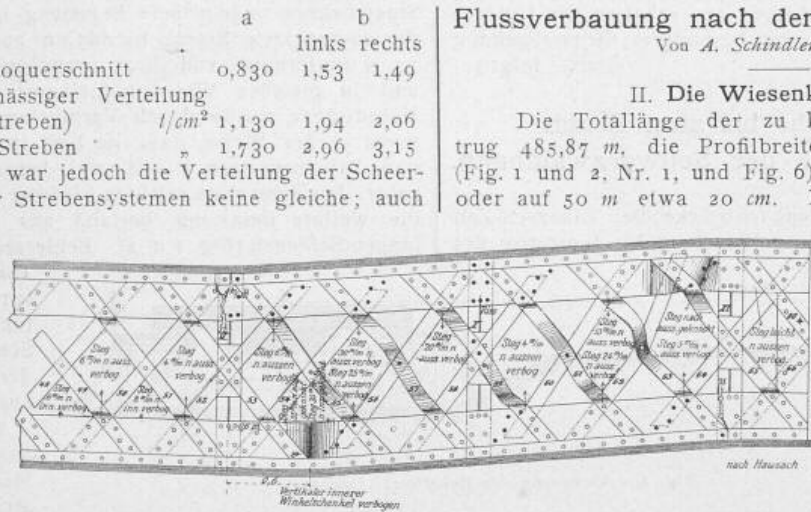


Fig. 5. Rechter Träger. 1 : 50.

Flussverbauung nach dem Pfahlbau-System.¹⁾

Von A. Schindler in Basel.

II. Die Wiesenkorrektur.

Die Totallänge der zu korrigierenden Strecke betrug 485,87 m, die Profilbreite ohne Dämme 50,40 m (Fig. 1 und 2, Nr. 1, und Fig. 6). Das Totalgefälle 1,93 m oder auf 50 m etwa 20 cm. Die obere Hälfte liegt in Kurve und es erlitt der Scheitel derselben auf eine Länge von etwa 150 m die stärkste Uferbeschädigung mit einem Fehlbetrag von ungefähr 16 m Breite. Das Flussbett war meistens tief und ungleich ausgekolkelt und hatte sich trotz der linksseitigen Uferwehren stetig

nach dieser Seite vorgeschoben und vertieft.

Das Flussbett bestand besonders im oberen rechtsseitigen Drittel und in dessen Ufer aus zähem Mergelfelsen mit einem abzuhebenden Inhalt von 600 m³. Auf der rechten Seite abwärts besteht das Gelände teils aus Flugsand und teils aus Kieslagerung, während das Flussbett

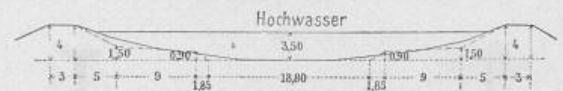


Fig. 5. Wiesenkorrektur. — Neues Querprofil. 1 : 800.

und linksseitige Ufer festen Kiesgrund aufweist, in welchen die Pfähle nur nach mühevoller Bohrung mittels Locheisen von bestem Gusstahl eingerammt werden konnten. Es ist anzunehmen, dass die verwendeten 38000 Pfähle nahezu

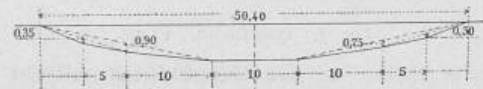


Fig. 6. Ellipsenmasse. 1 : 800.

1 1/2 Millionen Schläge mit schwerstem Vorschlaghammer zur Vorbohrung und nicht viel weniger zur Einrammung selbst bedurften.

Insgesamt wurden 14 Gürtel angelegt und dieselben in der Kurve etwas näher zusammengedrückt als in der Geraden. Der Zwischenraum beträgt 25—35 m.

Das Oval des Profils war in Breite und Tiefe ein vorgeschriebenes, d. h. von Seite des Leiters nicht begut-

¹⁾ Die Bezeichnung von Fig. 2 in vor. Nr. soll heissen: Wiesenkorrektur Lageplan, nicht Wiesenkorrektur Längenprofil. Die Red.